

開水路網の排水機能に関する研究

伊 藤 秀 夫*

Studies on drainage function in open-channel net works flow

By Hideo Ito*

Synopsis: This study was carried out by several experiments with artificial rainfall in rectangular area models (Catchment area $A=10.58\text{m}\times 5.06\text{m}$) and by the observations using thirteen water gauges and a rain gauge in the experimental area 1.22km^2 which is in a frequently flooded part of the upper basin of River Neyagawa. The following results were obtained by combining experiments and electronic computer with the observations.

(1) Through the results observation and model experiment, it was found that runoff in lower land was calculated by relation of Kinematic Wave method and storage function.

(2) It was found that coefficient K of storage function could be present with a/A (A =catchment area, a =open-channel plane area) and its relation was also a rectangular hyperbola.

(3) The characteristics of the open-channel runoff was presented by this studies.

要旨: 本論文は開水路網の排水機能を調べるために Kinematic Wave 法と貯留関数の関係から得られたタンクモデルを用いて、低平地部の流出計算が出来ることを述べると共に、Kinematic Wave 法によって開水路網密度として、流域面積 A と開水路平面積 a の比 a/A と貯留関係 K との間に直角双曲線の関係があることを明らかにした。更にこれらの関係を調べるために、一様勾配の矩形状流域 ($A=10.58\text{m}\times 5.06\text{m}$) に人工降雨を降らせた流出実験と現地実験として、寝屋川上流域に試験地 ($A=1.22\text{km}^2$) を設け、これに水位計13カ所、雨量計1カ所を設置して観測し、前記の関係を確めると共に、開水路網流出の特徴についての考察を加えた。

第1節 概 説

内水氾濫地域内に開水路網を設ける目的は、地域における浸水範囲を、できるだけ開水路網内に限定せしめること、それが不可能であっても、排水を機能化することにより氾濫浸水の時間を短縮して、経済的な損失を減少せしめることなどのためである。

従って開水路網は内水対策のうちの重要なひとつの方法であると考えられる。

開水路網の排水機能を研究する目的は以上のとおりであるが、次にその研究の方法について述べる。

内水氾濫地域における流出は、降雨時における流出のハイドログラフに着目し、開水路網が存在する場合にはこれが如何に変化するか、また、開水路網の密度が流出ハイドログラフに影響するかを調べるわけである。

この場合、開水路網の排水機能を表示する、ある特性値を求め、その特性値を用いて計算した流出ハイドログ

ラフが、実測値をあらわすならば、開水路網の排水機能は明らかにされたといえる。従って、この特性値が開水路網の密度などによって、如何に変化するかを明らかにすれば、開水路網の機能をシステム化することができよう。

本論文ではそこで第2節において、降雨一流出系における流出解析について考察し、Kinematic Wave 法と、貯留関数法の関係を求めることにより、低水流出においてはタンクモデルを用いても大きな誤りはないであろうということを述べた。

次に第3節においては、一様勾配の矩形状の流域を想定して人工降雨による流出実験を行い、タンクモデルにおける貯留係数におよぼす開水路網密度の影響を明らかにしている。

さらに、第4節においては、寝屋川流域を対象に選んで実際の降雨流出の事象に対して、第2節の(3)でえられた貯留係数を用いた流出解析を行い、実測値と良くあう関係をうると共に、(3)においてえた貯留係数に対する開水路網の面積比の関係が、実際の流域でも適用でき

* 土木工学科 教授、工学博士
Professor, Civil Engineering Division, Dr. of Engineering

ることを示している。

第2節 低平地部に対する流出解析

(1) 流出解析法の検討

降雨の流出は浸透、表面流出、中間流出、地下水流出など各種の成分にわけられるが、内水氾濫の対象区域は比較的小流域であることと、都市化の進んだ区域であることから、浸透の成分は小さいと考えて良い。

また、中間流出および地下水流出は、低水流量については有意義であるが、本研究の対象となる高水流量については重要でなく、したがって、以下には降雨はすべて有効成分より成るものとする。

すなわちラショナル式のような流出率 f を考慮した場合でも、結果には影響がないからである。

流出解析には線形応答関数を利用する単位図法、流出関数法および貯留関数を利用する貯留関数法と雨水流の移動を追跡する Kinematic Wave 法および Dynamic Wave 法とがある^{1),2)}。

線形応答関数法においては、関数形を規定する主要素は流域の形状や、小流域の面積および位置関係であって、それらの要素が応答関数形に寄与する程度は、実測値より係数決定という手段によって求められるものである。

したがって、流域内に存在する排水路系統の規模や配置などは、線形応答関数内に組み入れられていない。

もともと応答関数は雨のパターンに対しての応答がかなり遅くて、降雨強度の時間的変動のうち、周波数の高いものを消去することになるので、流域面積は、わが国では大河川か或いは中程度の河川に適用されるものといわれている。

以上の理由によって、小規模の流出域を対象とする本研究においては、線形応答関数法を用いることはできない。

したがって、流出の基本問題に立ちかえて、降雨から流出までを雨水流として取り扱っている Kinematic 法、Dynamic Wave 法と同じように、雨水流の移動を追跡するために、まず、流れの非定常流について述べた。一般に降雨の流入を考慮した水路内の流れに関する運動方程式は、次式であらわされる。

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = \left[r - f + \frac{2q_L}{b} \right] \frac{V}{h} - \left(1 + \frac{2h}{b} \right) \frac{\tau_0}{\rho h} + g i_0 \quad (1)$$

ここに、 x は水路に沿って下流方向に向ってとり、 V は断面平均流速。 b は、水路幅。 h は、水深である。また(1)式の右辺第1項は r が降雨強度。 f が浸透量である。

q_L は、水路の横方向より流入する量で、水路単位長さにとり、両側より入るから2倍してある。従って、第1項は、横や上から流入した水量が、流速 V をもつに至るための運動である。 τ_0 は、底面および壁面に加わる剪断力、 i_0 は河床勾配である。

連続方程式は

$$\frac{\partial h}{\partial t} + V \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial V}{\partial x} = r - f + \frac{2q_L}{b} \quad (2)$$

Kinematic Wave 法では(1)で、左辺の $\frac{\partial V}{\partial t}$ 、 $\frac{\partial V}{\partial x}$ 、 $\frac{\partial h}{\partial x}$ と右辺の $\left(r - f + \frac{2q_L}{b} \right) V/h$ が、マサツ項と底勾配の項に比して小さいとして無視するもので、従って次の等流の式がえられる。

$$\left. \begin{aligned} V &= C \sqrt{h i_0}, q = Vh = \alpha h^m \\ \alpha &= C \sqrt{i_0} = \frac{2g i_0}{C_f}, C_f = \tau_0 / 1/2 \rho V^2 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

(3)式を(1)式の代りに用いるものである。

ここに $m=3/2$ となり、粗度の影響は複雑なので m で一般化している。 $q = Vh$ を用い、かつ

$$r_0 = r - f + \frac{2q_L}{b} \quad (4)$$

とおけば(2)、(3)より

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r_0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \alpha m h^{m-1} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (6)$$

がえられ、特性曲線は(7)式になる。

$$\frac{\partial x}{\partial t} = C = \alpha m h^{m-1} = m V \quad (7)$$

この特性曲線上で

$$\frac{dq}{dx} = r_0 \quad (8)$$

$$\frac{dh}{dt} = r_0 \quad (9)$$

$$\frac{dq}{dt} = r_0 \alpha m h^{m-1} = r_0 C \quad (10)$$

$$\frac{dh}{dx} = \frac{r_0}{\alpha m h^{m-1}} = \frac{r_0}{C} \quad (11)$$

がえられることがわかる。

Dynamic Wave 法では(2)式の全部を省略しないが、通常平地上を流れる水に対しては、Kinematic Wave 法で充分といわれている。

岩垣³⁾は、Overland flow や Stream flow のハイドログラフを詳細に決定する為に Kinematic Wave 法と横流入とを組合せた計算法を始めて提案した。

Henderson Wooding⁴⁾、Wooding⁵⁾は、Lighthill and Whitham⁶⁾や岩垣の方法を単純化して実際に適用できるようにしている。いま長さが L なる一様な平面を考

え, 理想的な Overland flow を調べてみる。用いる方程式は(7)~(11)である。

簡単なために初期値および境界条件として

$$\left. \begin{array}{l} t=0 \quad 0 \leq x < L \quad \text{で} \quad h=0 \\ t>0 \quad x=0 \quad \text{で} \quad h=0 \end{array} \right\} \quad (12)$$

また, 降雨余剰 r_0 は均一で, 一定値をとるものとする。(9)式より

$$h = \int_{t_0}^t r_0 dt + h_0 \quad (13)$$

(7)式より

$$x - x_0 = \alpha m \int_{t_0}^t \left[\int_{t_0}^t r_0 dt + h_0 \right]^{m-1} dt \quad (14)$$

(14)式が特性曲線の方程式であり, 流量のハイドログラフは(3)式より, h がわかると求められる。

$x=L$ においては, 流域全体のハイドログラフを与えることとなる。

降雨が一定強度である場合, すなわち

$$\left. \begin{array}{l} x \geq 0, \quad 0 \leq t \leq t_r \quad \text{で} \quad r_0 = r_* = \text{一定} \\ x < 0, \quad t < 0 \text{ かつ } t > t_r \quad \text{で} \quad r_0 = 0 \end{array} \right\} \quad (15)$$

ここに, t_r は降雨の継続時間を示す。

(15)式である場合には, (14)式より

$$x - x_0 = \alpha r_*^{m-1} (t - t_0)^m \quad t \leq t_r \quad (16)$$

をえる。

到達時間は(16)式で, $x_0=0, t_0=0$ において,

$$t_w = \left(\frac{x_w r_*^{1-m}}{\alpha} \right)^{1/m} \quad (17)$$

$x_w=L$ において

$$t_c = \left(\frac{L r_*^{1-m}}{\alpha} \right)^{1/m} \quad (18)$$

となる。

(18)式の関係を図にあらわすと, 図-1のようになる。

従って流出点では $t < t_c$ の間は(9)式より水位一定の割合で増加し, その後は, 降雨の継続時間中一定である。これより, $t=t_r$ においては, 任意の時間の水面形を画くことができる。

すなわち

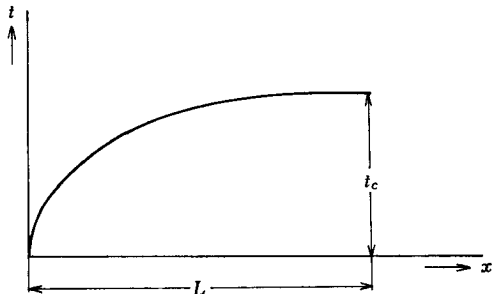


図-1 $t-x$ 関係図

$$\left. \begin{array}{l} h = r_* t = r_* \left(\frac{x r_*^{1-m}}{\alpha} \right)^{1/m} = \left(\frac{x r_*}{\alpha} \right)^{1/m} \\ 0 \leq x \leq x_w \end{array} \right\} \quad (19)$$

(19)式で

$$x_w = \int_0^t C dt = \alpha m \int_0^t h^{m-1} dt \quad (20)$$

$$\text{かつ} \quad h = r_* t \quad x > x_w \quad (21)$$

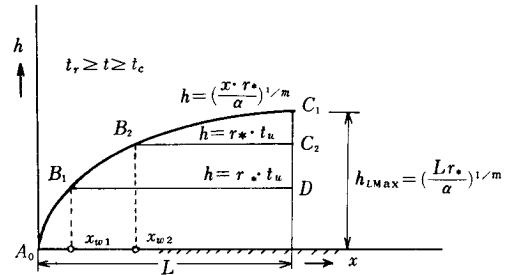


図-2 $h-x$ 関係図

(19)式の関係を図にあらわすと, 図-2のようになる。 AB_1D , AB_2C_2 などが $t < t_c$ の水面形であり, $t=t_c$ には水面形は AB_2C_1 となる。

降雨がやむと(8)式~(11)式より

$$\frac{dq}{dx} = \frac{dh}{dt} = \frac{dq}{dt} = \frac{dh}{dx} = 0 \quad t > t_r \quad (22)$$

(22)式が, 特性曲線(7)式上で成立する(22)式より, $h = \text{const}$ であるから, (7)式より特性曲線の勾配は水平であり, $t=t_r$ における水面曲線上の値を $t > t_r$ においては, 伝播速度 C を用いて, それだけ下流の点にプロットすることによってえられる。すなわち, A_1B_1C を, $t=t_r > t_c$ なる流域の水面曲線とすれば, たとえば B_1B_2 の距離 ΔX は,

$$\Delta X = C \cdot \Delta t = \alpha \cdot m h^{m-1} (t - t_r) \quad (23)$$

によって求められる。

$t=t_r$ では(19)式より

$$x = \frac{\alpha h^m}{r_*} \quad (24)$$

であるから, 水深一定の点の座標は(25)式によってえられる。

$$x = \frac{\alpha \cdot h^m}{r_*} + \Delta X = \alpha h^{m-1} [h r_*^{-1} + m(t - t_*)] \quad (25)$$

従って $t_r > t_c$ については

$$h_L = \alpha h_L^m \quad \left\{ \begin{array}{l} r_* t \quad 0 \leq t \leq t_c \leq t_r \\ \left(\frac{L r_*}{\alpha} \right)^{1/m} \quad t_r \leq t \leq t_c \end{array} \right\} \quad (26)$$

となる。

$t > t_r > t_c$ に対しては, 終点の水深は次の(25)式で $x=L$ においてえられる陰関数

$$L = \alpha h_L^{m-1} [h_L r_*^{-1} + m(t - t_r)] \quad (27)$$

の解となる。

$t_r > t_c$ の場合も同様に解析されるけれども、ここでは必要がないので省略する。

(2) 開水路を有する低平地部の流出解析

次に図-3のような2つの斜面があって、谷に沿って齊一な断面の水路があるとする。

C を流域 (Catchment), S を流れ (Stream) の符号とし、上述の Kinematic Wave を適用する。流れの初期値および境界条件は、

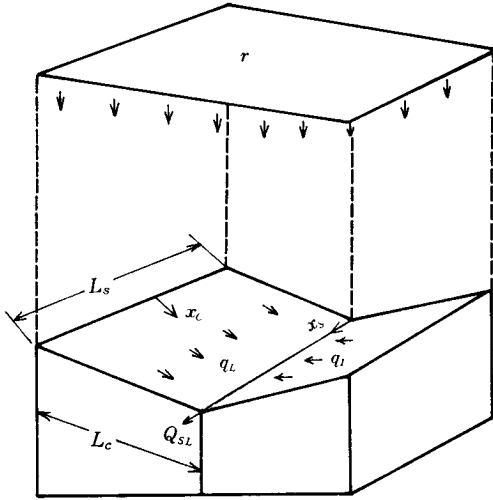


図-3 斜面・水路関係図

$$\left. \begin{array}{l} t=0, \quad 0 \leq x_s \leq L_s \\ t>0 \quad x_s=0 \end{array} \right\} \text{で } A_s = A_{s0} \quad (28)$$

とする。

(7)式と類似のように、Kinematic Wave の伝播速度は、

$$C_s = \frac{dx_s}{dt} = \alpha_s m_s A_s^{m_s-1} \quad (29)$$

特性曲線に沿う断面積の変化の割合は

$$\frac{dA_s}{dt} = q_i \quad (30)$$

ここに、 q_i は、水路の横方向より流入する量である。

この解は、(29)式の積分として、

$$x_s - x_{s0} = \alpha_s m_s \int_{t_0}^t A_s^{m_s-1} dt \quad (31)$$

もし、流れの直接降雨 $r-f$ を無視する場合には(30)式は

$$A_s - A_{s0} = \int_{t_0}^t q_i dt = 2 \int_{t_0}^t q_L dt = 2 \alpha_c \int_{t_0}^t h_L^{m_c} dt \quad (32)$$

従って、前述の Catchment のみの特性曲線と同様になる。流れの流出はこの時、

$$Q_{SL} = \alpha_s A_s^{m_s} |_{x_s=L_s} \quad (33)$$

である。いま初期水深を至るところで0とすると、 $A_{s0} = 0$ である。前項と同様に降雨強度が時間的にも場所的にも一様であるとする。 t_r の非常に大きい場合について $t_r \geq t_c$ において生ずるように q_i が時間的にも場所的にも一定であれば、 $x_s = L_s$ における流量は、最後にまた定常な最大値 Q_{SLmax} になる。

一定の横流入 q_{Lmax} の条件の下に、流れの集中時間を $t_s = \lambda t_c$ とおくと、(32)式より次のように書くことができる。

$$\begin{aligned} A_{SLmax} &= 2q_{Lmax} \lambda t_c = \left(\frac{Q_{SLmax}}{\alpha_s} \right)^{1/m_s} \\ &= \left(\frac{2q_{Lmax} L_s}{\alpha_s} \right)^{1/m_s} \end{aligned} \quad (34)$$

(34)式を(18)、(26)式によって書き直すと

$$\lambda = \frac{A_{SLmax}}{2q_{Lmax} t_c} = \frac{A_{SLmax}}{2L_c h_{Lmax}} = \frac{(2r_* L_c L_s / \alpha_s)^{1/m_c}}{2L_c (r_* L_c / \alpha_c)^{1/m_c}} \quad (35)$$

$$x_s' = \frac{x_s}{L_s}, \quad A_s' = \frac{A_s}{A_{SLmax}}, \quad Q_s' = \frac{Q_s}{Q_{SLmax}},$$

$$t' = \frac{t}{t_c}, \quad h_L' = \frac{h_L}{h_{Lmax}} \quad (36)$$

とおけば、(29)、(30)式は、それぞれ

$$\frac{d}{dt'} (\lambda A_s' = (h_L')^{m_c} \quad (37)$$

$$\frac{d}{dt'} (\lambda x_s') = m_s (A_s')^{m_s-1} \quad (38)$$

水路の等流の式

$$Q_s = \alpha_s A_s^{m_s} \quad (39)$$

(39)式の無次元化は

$$Q_s' = (A_s')^{m_s} \quad (40)$$

となる。

Wooding が $t_r < t_c$ なる流域で $m_c = 2$, $m_c = 3/2$ を用いて解析した結果を図-4に示す。図は、何れも無次元座標によって示してあり、(a) は流域 Catchment の流出端水深を、(b) は、波の伝播距離 x_{sw} (これより先は水深一定) の無次元化を、(c) は流れ (Stream) の下流の面積 A_{SL} の無次元値を時間と共に示したものである。

以上のように、Kinematic Wave 法は、流域のモデル化が容易であり、かつ、物理機構もかなり明確にされる。上田年比古氏は、この方法を大山川流域に適用して検討し線形応答関数法に比して遜色ない精度を有していることを述べている。

Kinematic Wave 法は、このように雨水流出の機構を良く表現するものであるが、本研究のように、排水路系統の最適規模を決定するのに適当であるとはいいたいが、それは排水路規模を、あらかじめ計算の前提条件とし

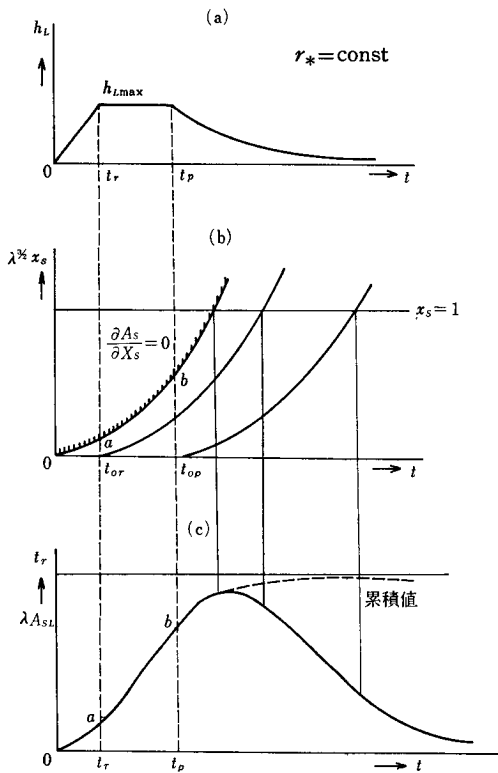


図-4

て設定しておかねばならないからである。

Dynamic Wave 法は、さらに複雑であるので、Case Study に用いるし、多く低水流出における解析には、この方法が用いられているが、最適規模の決定という点より見ればさらに不適当であると考えられる。

貯留関数法においては、貯留係数 K の導入によって、流域の貯留効果をあらわしている。 K は、流域の保水状態や排水機構的に関数化することはできない。しかしながら、Kinematic Wave 法を用いて、 K に対する排水路系統の規模の影響を明らかにすることができれば、この方法が、排水路系統の最適規模を決定するのに最も良い方法と考えることができる。

以上によって、次項に貯留関数法における排水路系統の規模の影響を検討することにする。

(3) 貯留関数法と貯留係数に及ぼす排水路系統の規模の影響

小流域のタンクモデルにおける貯留方程式は、次式であらわされる。

$$\frac{dS}{dt} = frA - Q \quad (41)$$

ここに、 S は貯留量、 r は降雨強度、 f は流出率、 A は

表-1 地表面の条件と C の関係表

地表面の条件	C の値
非常にスムーズなアスファルトの舗装	0.007
タールと砂の舗装	0.0075
サンドペーパー	0.0082
コンクリート舗装	0.012
タールと碎石舗装	0.017
刈り込まれた芝生	0.046
密生した牧草地	0.060

流域面積、また、 Q は末端より排水量であり、この式では流域一様に降雨強度があるものとしている。

次に貯留量 S と Q との関係について調べてみる。

Izzard⁷⁾ は、平衡貯留量 S_e と平衡流量 q_e との間に、次の関係を与えている。

$$S_e = JLq_e^{1/3} \quad (42)$$

J の値として Izzard の与えた式は

$$J = \frac{(0.0007r + C)}{i^{1/3}} \quad (43)$$

ここに、 i は地表面勾配、 r は降雨強度、 c は常数で表-1 で与えられている。

$$JL = K \quad (44)$$

とおけば、 K は通常の貯留係数に相当する。

いま特別の場合として

$$S = KQ \quad (45)$$

とおけば減水期に $r=0$ として、(45)式を(41)式に代入することにより

$$\frac{dS}{S} = \frac{dQ}{Q} = -\frac{dt}{K} \quad (46)$$

(46)式を積分して、

$$\ln Q = -\frac{t}{K} + C \quad (47)$$

$t=0$ のとき $Q=Q_0$ とおけば

$$Q = Q_0 e^{-t/K} \quad (48)$$

(41)式より

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{1}{K} (frA - Q) \quad (49)$$

いま $Q/A = q$ とおけば

$$\frac{dq}{dt} + \frac{1}{K} q = \frac{f}{K} r \quad (50)$$

ラプラス変換は

$$Q = \frac{f/K}{\lambda + 1/K} R \quad (51)$$

(51)式を逆変換すれば

$$q = \int_0^t \frac{f}{K} e^{-t/\tau/K} r(t-\tau) d\tau \quad (52)$$

(52)式より次の関係がえられる。

(i) t が一様降雨時間内のとき

$0 \leq t \leq t_r$ において $r = r_0 = \text{const}$ それ以外で $r = 0$ とする。

$0 \leq \tau \leq t$ であるから、

$0 \leq t - \tau \leq t_r$ で $r(t - \tau) = r_0$

それ以外で $r(t - \tau) = 0$

よって

$$q(t) = f r_0 (1 - e^{-t/K}) \quad (53)$$

(ii) 降雨終了後の流出量

$t > t_r$ のときも、 $t - t_r \leq \tau \leq t$ で $r = r_0$

それ以外で $r = 0$

よって

$$q(t) = f r_0 e^{-1/K(t-t_r)} (1 - e^{-t/K}) \quad (54)$$

以上の考え方においては、到達時間 t_0 の考えが入っていない、これは(45)式の仮定が存在するためであることは後述する。

さて早瀬・角屋・岡らは、水田主体の低平地域の雨水流出モデルの検討を Dynamic Wave 法を用いて行っている⁸⁾。その結果によると、図-5のような水田—末端排水路—幹線排水路系の複雑な系統においても、末端排水路の水面積を支線排水路に含ませ、水田は、貯水池として考えることにより、水田—支線排水路—幹線排水路系のモデルに単純化できることが述べられている。

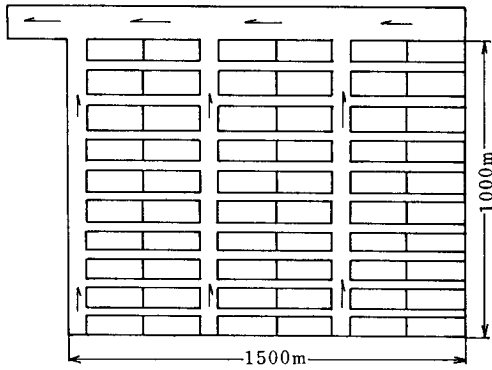


図-5 水田—末端排水路—支線排水路—幹線排水路モデル

このことは排水路系統の排水機能については、低平地の流れは、非定常性が弱く、かつ、排水路系統は、その排水機能を水面積 a であらわすことができることを示唆するものといえよう。

このことを、さらに Kinematic Wave 法を用いて考えてみる。

$t_r \leq t \leq t_0$ における水面曲線は流域において

$$h = \left(\frac{x \cdot r_*}{\alpha} \right)^{1/m} \quad (55)$$

である。末端 $x = L$ における水深 h_L は

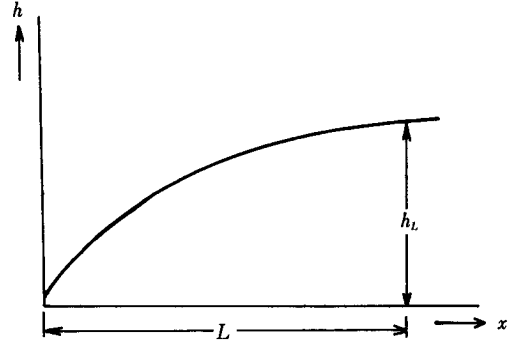


図-6 $h-x$ 関係図

$$h_L = \left(\frac{L \cdot r_*}{\alpha} \right)^{1/m} \quad (56)$$

貯留 S_0 は図-6を参照にすると(57)式のようになる。

$$S_0 = L h_L - \int_0^{h_L} x dh \quad (57)$$

そこで、(55)式より x を h の関数として書き直すと

$$x = \frac{\alpha h^m}{r_*} \quad (58)$$

(58)式を(57)式に代入して

$$S_0 = L \cdot h_L - \int_0^{h_L} \frac{\alpha h^m}{r_*} dh = L \cdot h_L - \frac{\alpha}{r_*} \frac{h_L^{m+1}}{m+1}$$

上式を(56)式を用いてかき直すと $\frac{\alpha h_L^m}{r_*} = L$ であることから、

$$S_0 = L \cdot h_L - \frac{h_L}{m+1} \cdot L = \left(\frac{m}{m+1} \right) L \cdot h_L \quad (59)$$

次に、 $t > t_r$ においては(25)式より

$$h = \left(\frac{r_*}{\alpha} \right)^{1/m} [x - \alpha m h^{m-1} (t - t_r)]^{1/m} \quad (60)$$

また、末端における水深 h_1 は(27)式より

$$L = \frac{\alpha h_1^m}{r_*} + \alpha m h_1^{m-1} (t - t_r) \quad (61)$$

である。このときの貯留量 S_0 は

$$\begin{aligned} S_0 &= L \cdot h_1 - \int_0^{h_1} x dh \\ &= L \cdot h_1 - \int_0^{h_1} [x_1 + \alpha m h^{m-1} (t - t_r)] dh \\ &= L \cdot h_1 - \frac{\alpha}{r_*} \frac{h_1^{m+1}}{m} - \alpha m (t - t_r) \frac{h_1^m}{m} \end{aligned} \quad (62)$$

(61)式を用いると

$$S_0 = L \cdot h_1 - \frac{h_1}{m+1} L = \left(\frac{m}{m+1} \right) L \cdot h_1 \quad (63)$$

(63)式は(59)式と同じ表現となる。

すなわち、貯留量は末端の水深が全延長にわたって貯留されているとした場合の体積に $m/(m+1)$ をかけたものである。

末端の流量 q と水深 h_1 との間には、

$$q = ah_1^m \quad (64)$$

とおけば(64)式を(63)式に代入して

$$S_c = \left(\frac{m}{m+1} \right) \cdot L \cdot \left(\frac{q}{a} \right)^{1/m}$$

そこで $J = \frac{m}{a^{1/m}(m+1)}$ とおけば

$$S_c = J \cdot L \cdot q^{1/m} \quad (65)$$

すなわち、Kinematic Wave 法では、 S_c は q の $1/m$ に比例する。斜面流出の場合には、流出端の幅を B とし、この場合の全貯留量を S とすれば、 $S_c = S/B$ である。

従って(65)式に代入し、 $BL=A$ とおけば、

$$S = J \cdot A \cdot q^{1/m} \quad (66)$$

となる。ただし、 q は末端における単位幅当りの流量であり、流出は横方向に一様としている。

水路流出の場合には(33)、(34)式が成立する。非定常の場合は面倒になるので、最大値で求めてみると、

$$Q_{SL\max} = 2q_{L\max} \cdot l_s \quad (67)$$

(66)式を用いて

$$Q_{SL\max} = 2 \cdot l_s \left(\frac{S}{JA} \right)^m \quad (68)$$

水路の平面積を a とし、Stream の幅 b でわって $l_s = a/b$ とおけば

$$Q_{SL\max} = \frac{2}{J^m b} \cdot \frac{a}{A^m} \cdot S^m$$

または

$$S^m = \frac{b}{2} \cdot J^m \frac{A^m}{a} \cdot Q_{SL\max}$$

故に

$$S = J \left(\frac{b}{2} \right)^{1/m} \frac{A}{a^{1/m}} Q_{SL\max}^{1/m} \quad (69)$$

そこで(42)または(45)式の形式にかくと

$$S = K Q^{1/m} \quad (70)$$

$$K = J \left(\frac{b}{2} \right)^{1/m} \frac{A}{a^{1/m}} \quad (71)$$

となる。すなわち、Izzard は(42)式のような形を実験的に与えているのが(69)式で $m=3$ とした場合に相当する。(45)式とおく場合は $m=1$ ととっている。この場合には(71)式より

$$K \frac{a}{A} = J \frac{b}{2} \quad (72)$$

となり、 K と a/A とは直角双曲線の関係になる。

また、(67)式において、最大値で求めていることになが、さきにも述べたように、排水路規模の決定のためには、これで充分適合性を持つものと考えられる。

第3節 開水路網の排水機能に関する実験

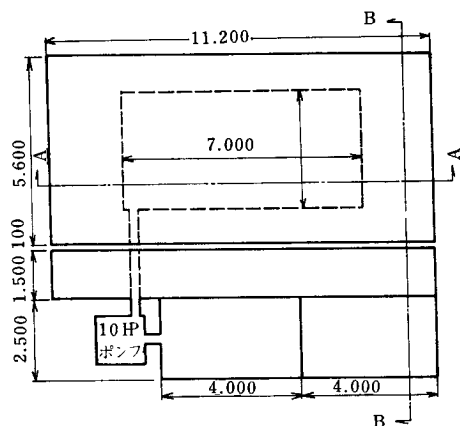
(1) 実験の目的

前節までに低平地部の排水のために設ける開水路網の排水機能を表示するための特性値として、降雨流出系における貯留係数を用いることを提案し、Kinematic Wave 法を用いて、貯留係数が開水路の面積と排水対象となる低平地部の面積との比の関数としてあらわされることを示した。⁹⁾

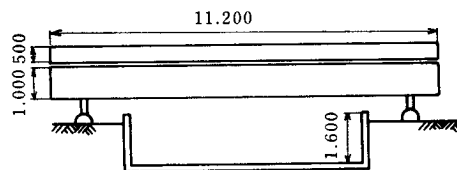
本節では、この理論の適合性を検討することを目的とした。

(2) 実験の設備と実験方法

実験は図-7、8に示すように幅 11.2 m、奥行 5.6 m 側壁高 0.5 m の鋼製実験台の上に幅 10.58 m 奥行 5.06 m の短形状の流域を設け、これに対し高さ 11 m の上方に、相互に 2.4 m 離れた2ヶのシャワーヘッドを 2.2 m ピッチで5列に配列して散水し、流出実験を行った。実験台の下方にはジャッキを設置して、全体の流域勾配を可変にしている。また、シャワーに対する給水は図-8に示すようになっており降雨強度の調節はバルブにより、降



A-A断面図



B-B断面図

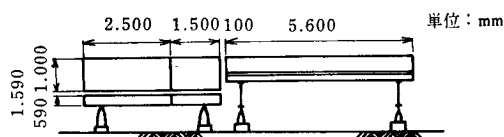


図-7 実験設備の概要

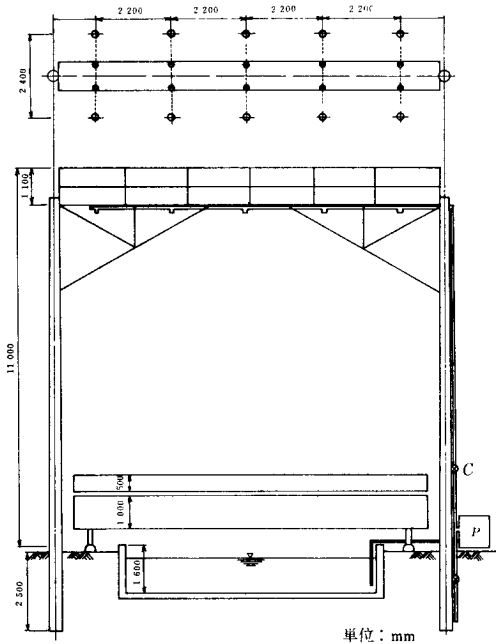


図-8 降雨発生装置

雨強度の測定は流域内に雨量マスをおき、10分または20分の雨量マス内の水深より平均強度を算出した。

流出量の測定は、図-9に示す流出端に計量マスをおいて、計量マスに一杯に溜る時間を測定し、これから、

流量を算出しているが、流出量の大小によって、計量マスの大きさを変えて測定した。

排水路は、図-9に示すように深さ 20 cm 幅 20 cm 延長 4.85 m の主水路及びこれに直角方向に流入する 6 本の副水路ならびに副水路 3 本づつを結び 2 本の末端排水路の配列とし、これをコンクリートによって作製した。また、これらの最上流端に仕切板を設けて、排水路の配列を変えられるようにしてある。

(3) 実験ケースとその結果

実験ケースを表-2に示し、測定結果を図-10～27に示した。

(4) 実験結果と考察

流出量を降雨強度 r と流域面積 A の積で割った無次元表示の実験値と理論式(53), (54)を用いた計算値の結果を図-28～図-45を示したが、実験値と計算値は良い適合性を示している。

また、実験結果から、降雨流域に排水路がなく、氾濫流出の場合には雨が降りやむまで流出量が上昇し、雨が降り終ると、流出量はゆるやかな減衰曲線で減衰していくのに対し、降雨流域に縦排水路が作られると、流出量が早く一定値に達し、雨が降り終るまで一定値が継続し先の氾濫流出に較べて上昇部は急であり、減水部の減水率 β は、氾濫流出の 2 倍～4 倍という結果である。

この実験は流出口が 1 水路につながっている制約条件のもとで、横排水路を増した場合にそれぞれ測定したも

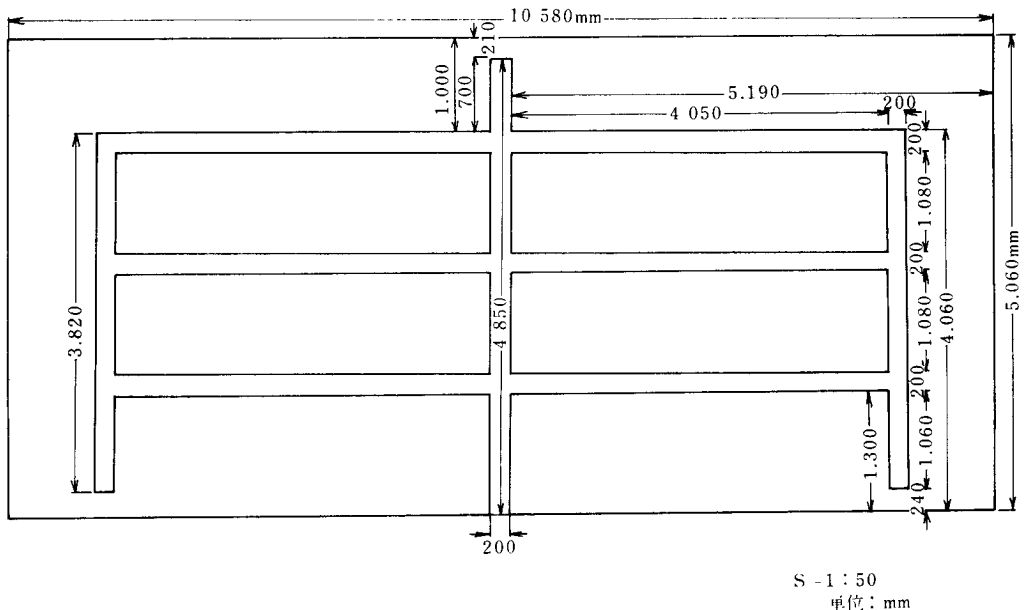


図-9 実験台上の開水路状況

表-2 降雨流出実験ケース

実験番号	降雨強度 $r(\text{mm/hr})$	継続時間 $t_r(\text{min})$	底勾配 i	配列
A-1	1.45	10	1/200	A
A-2	1.48	12	1/200	A
A-3	1.20	20	1/200	A
A-4	1.54	20	1/1,000	A
B-1	2.45	10	1/200	B
B-2	1.94	20	1/200	B
B-3	1.60	20	1/1,000	B
C-1	1.81	10	1/200	C
C-2	1.29	20	1/200	C
C-3	1.43	20	1/1,000	C
D-1	20.4	10	1/200	D
D-2	1.53	10	1/1,000	D
D-3	1.59	20	1/200	D
D-4	1.30	20	1/1,000	D
E-1	1.69	10	1/200	E
E-2	1.78	10	1/1,000	E
E-3	1.66	20	1/200	E
E-4	1.41	20	1/1,000	E

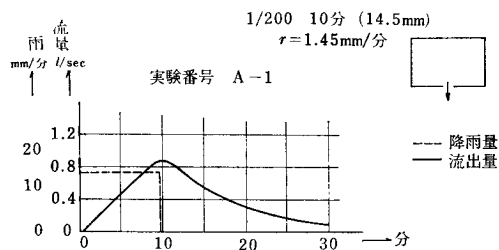


図-10 降雨一流出量関係図

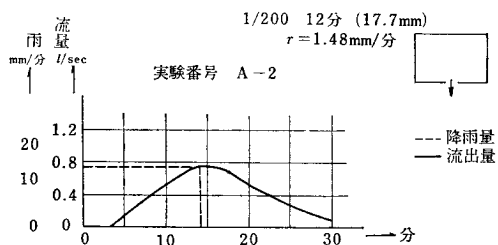


図-11 降雨一流出量関係図

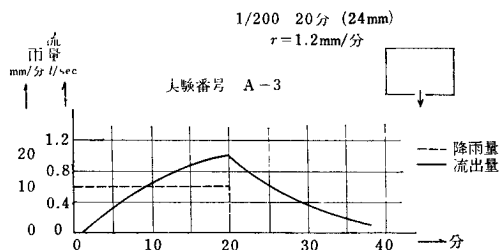


図-12 降雨一流出量関係図

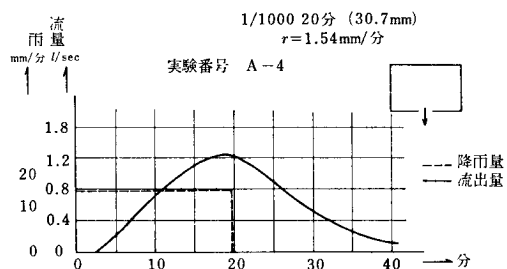


図-13 降雨一流出量関係図

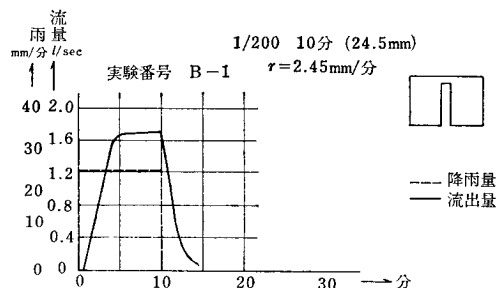


図-14 降雨一流出量関係図

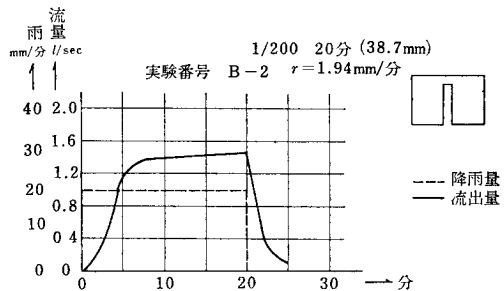


図-15 降雨一流出量関係図

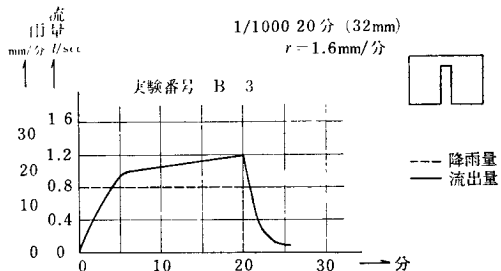


図-16 降雨一流出量関係図

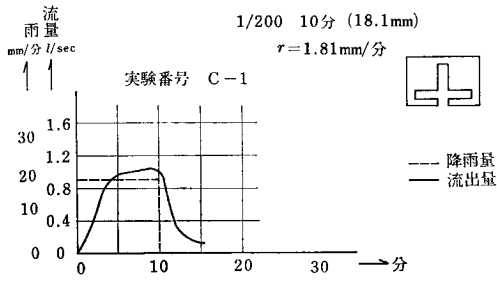


図-17 降雨一流出量関係図

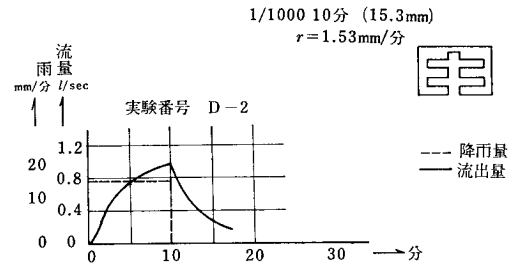


図-21 降雨一流出量関係図

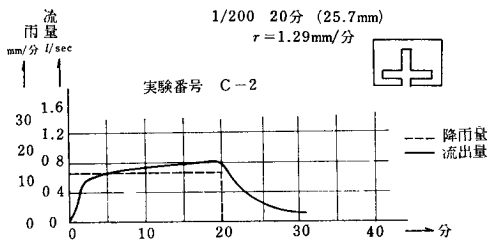


図-18 降雨一流出量関係図

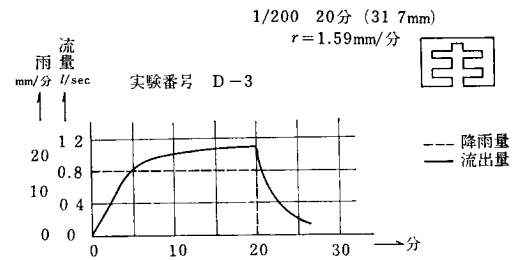


図-22 降雨一流出量関係図

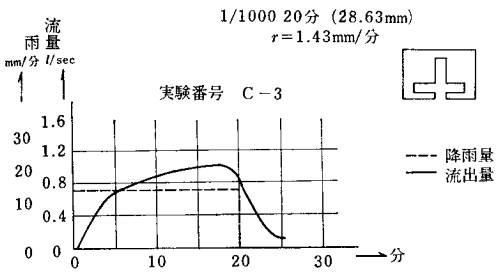


図-19 降雨一流出量関係図

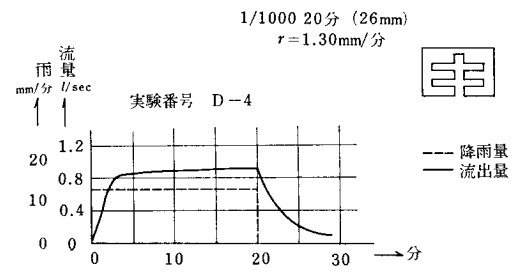


図-23 降雨一流出量関係図

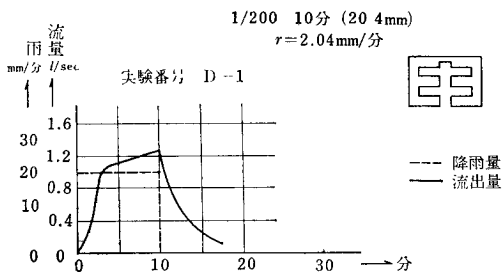


図-20 降雨一流出量関係図

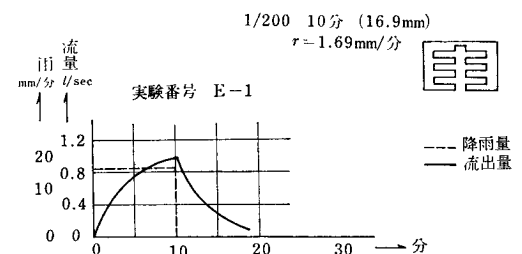


図-24 降雨一流出量関係図

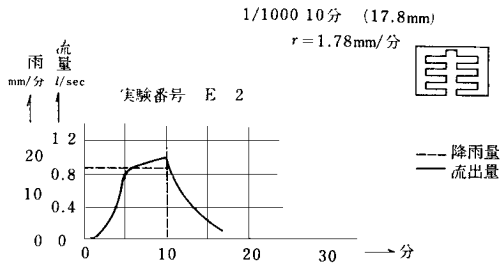


図-25 降雨—流出量関係図

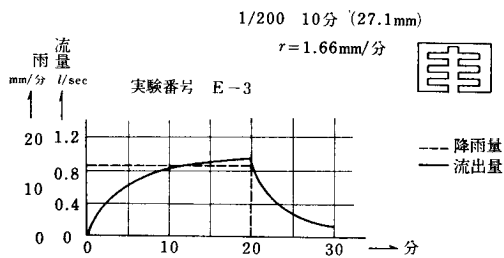


図-26 降雨—流出量関係図

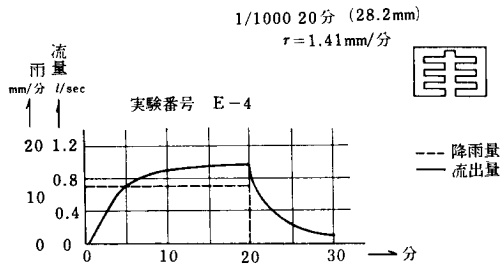


図-27 降雨—流出量関係図

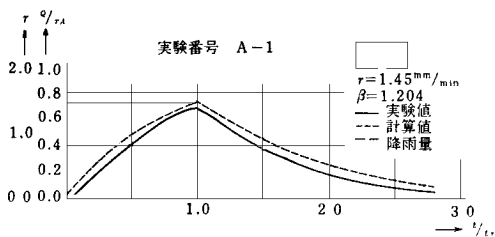


図-28 降雨流出量の実験値と計算値の比較図

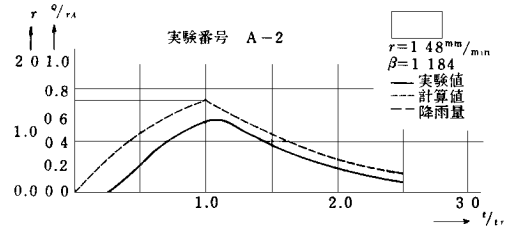


図-29 降雨流出量の実験値と計算値の比較図

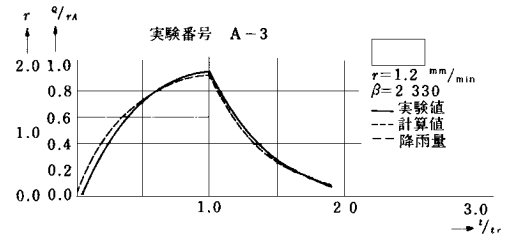


図-30 降雨流出量の実験値と計算値の比較図

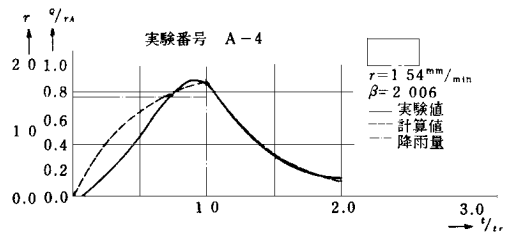


図-31 降雨流出量の実験値と計算値の比較図

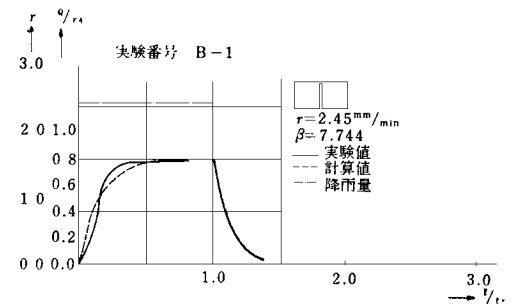


図-32 降雨流出量の実験値と計算値の比較図

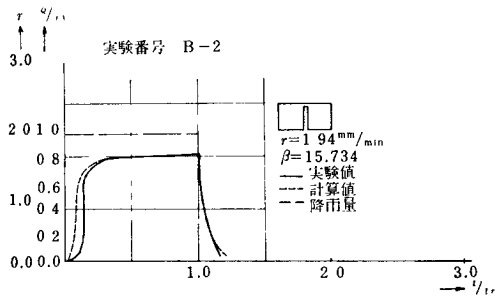


図-33 降雨流出の実験値と計算値の比較図

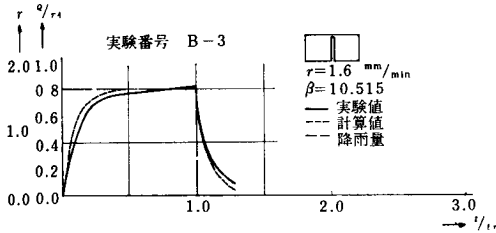


図-34 降雨流出の実験値と計算値の比較図

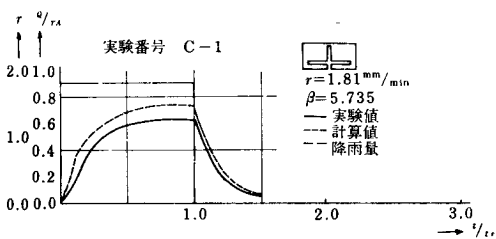


図-35 降雨流出の実験値と計算値の比較図

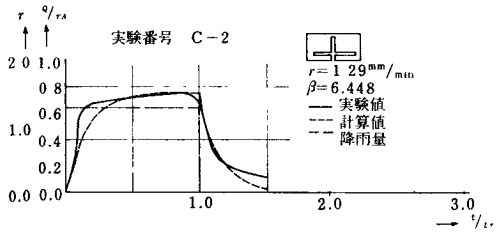


図-36 降雨流出の実験値と計算値の比較図

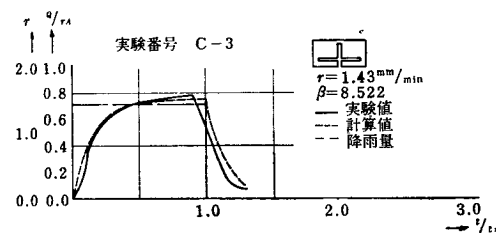


図-37 降雨流出の実験値と計算値の比較図

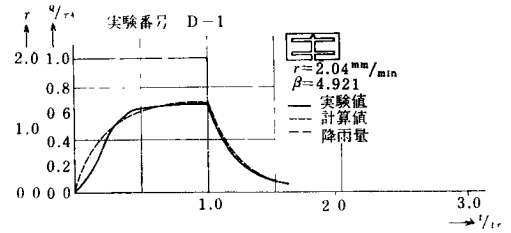


図-38 降雨流出の実験値と計算値の比較図

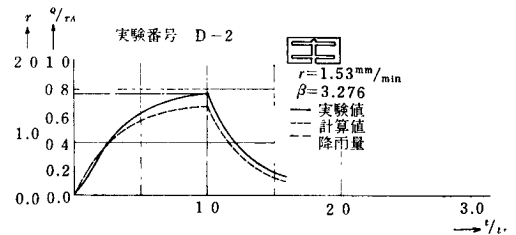


図-39 降雨流出の実験値と計算値の比較図

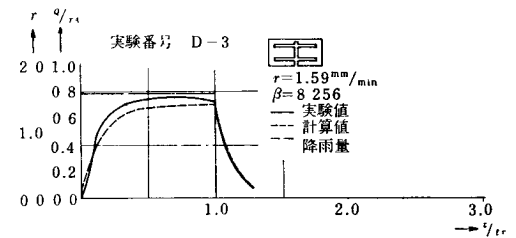


図-40 降雨流出の実験値と計算値の比較図

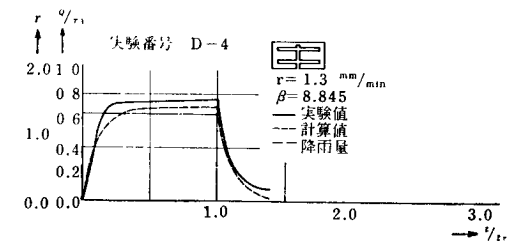


図-41 降雨流出の実験値と計算値の比較図

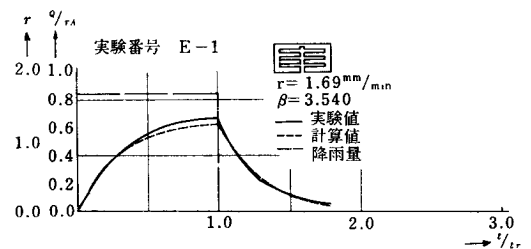


図-42 較図降雨流出の実験値と計算値の比

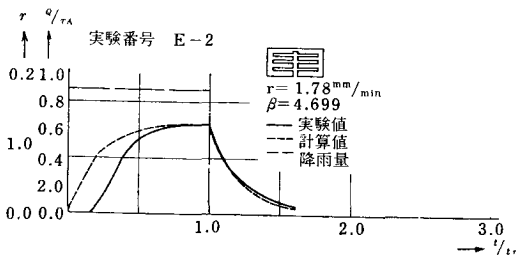


図-43 降雨流出量の実験値と計算値の比較図

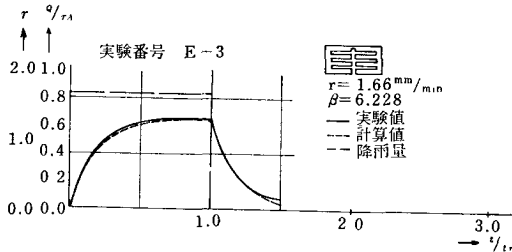


図-44 降雨流出量の実験値と計算値の比較図

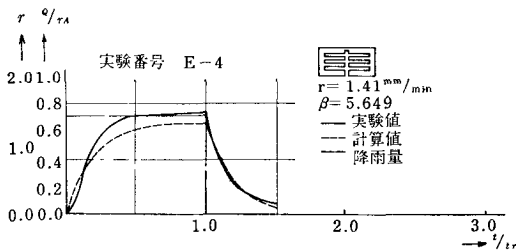


図-45 降雨流出量の実験値と計算値の比較図

のであるが、このような条件での流出量は、横方向などの主流にならない開水路の数を増しても流出量には大きな変化を与えない結果がえられている。

次に開水路面積 a が流域面積 A に占める割合 a/A と無次元表示の流出曲線の K_1 との関係は、それぞれ、

表-3、図-46、図-47のようにあらわした。

図-46、図-47から貯留係数 K_1 の値は a/A が大きく

表-3 K_1 と a/A の関係

勾配 a/A	1/200		1/1,000	
	10分	20分	10分	20分
0	0.781	0.418	0.781	0.461
0.018	0.129	0.072	0.144	0.137
0.048	0.159	0.123	0.433	0.108
0.079	0.288	0.101	0.288	0.087
0.109	0.274	0.144	0.245	0.159

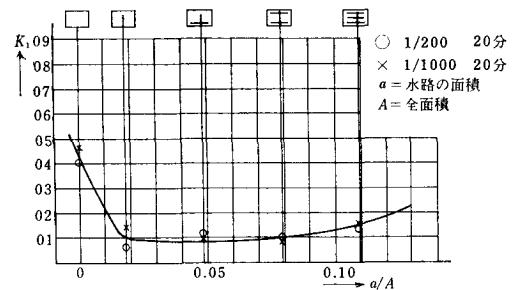
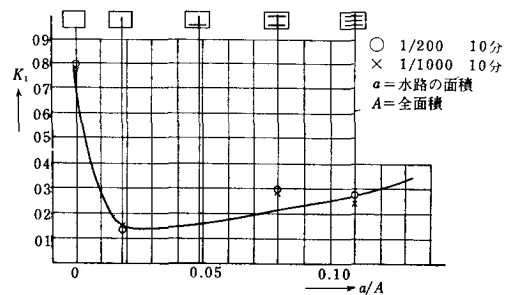
図-46 $K_1 a/A$ の関係図図-47 $K_1 a/A$ の関係図

表-4 三浦, 西川, 坪松の定数表

		排水路 C_1 型	排水路 C_2 型	排水路 C_3 型	適用例
勾配		4°06'	4°60'	4°06'	$S = KQ^P$, S = 貯流量, Q = 流出量, K, P = 定数
表層材料					
ベニヤ張り	K	1.103	0.687	0.826	C_1 型排水路
	P	0.531	0.534	0.700	C_2 型排水路
金網張り	K	1.601	0.765	1.200	C_3 型排水路
	P	0.383	0.431	0.537	

なると(71)式に示された直角双曲線で減少し、 a/A がある値に達すると、 K_1 の値は大きくなっていくことがわかったが、これは横排水路面積の増加によって貯留効果が大きくなったためと考えられる。

このような実験は、最近、三浦、西川、坪松¹⁰⁾が2m×2mの平板上に排水路模型を作って排水路数、地表面の粗度と降雨流出量の関係について、それぞれ実験しているがその結果(表-4)を見ると、排水路と流出量の

関係では、勾配のない横排水路は貯水機能を有し、横排水路を増すことによって、貯留係数が同様に増加する傾向にある。

さらに K_0 を自然状態で排水路のない場合の K_1 の値とし開水路面積 a と流域面積 A と比 a/A と K_1/K_0 の関係を図にあらわすと、図-48、49 のようになり、同様に(71)式が $0 \leq a/A \leq 0.019$ の間で適用されることを示しているが、 $a/A=0$ で K_1/K_0 の値は、無限大となって

降雨継続時間 10分

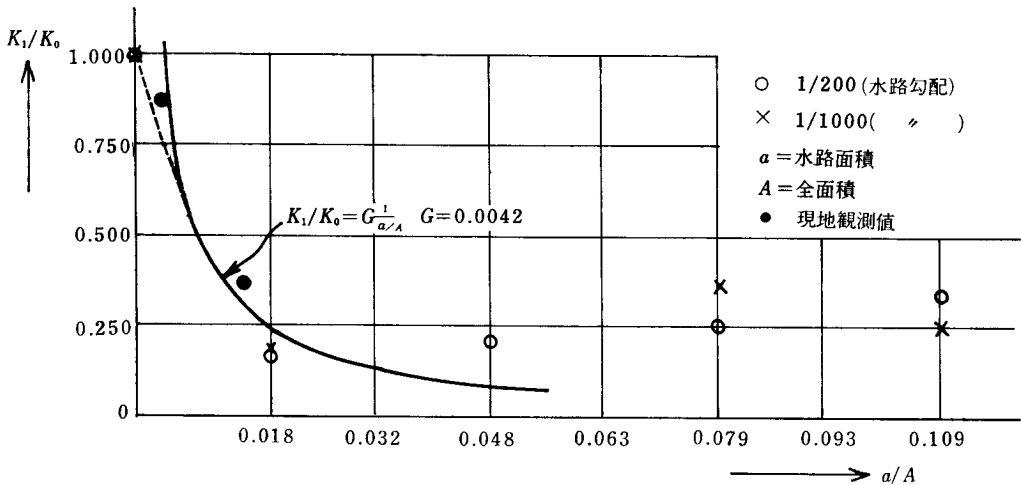


図-48 K_1/K_0 と a/A の関係図

降雨継続時間 20分

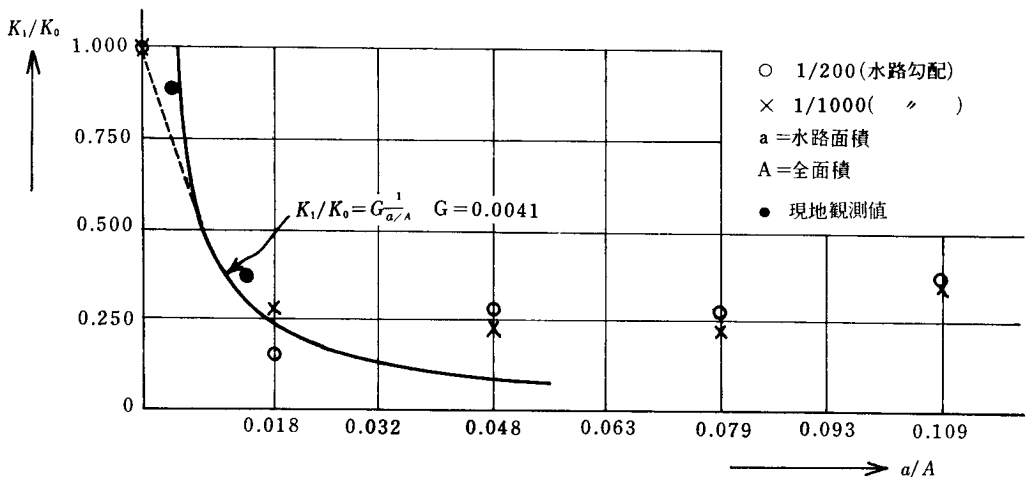


図-49 K_1/K_0 と a/A の関係図

現実と合わない点があるため $a/A=0$ で $K_1/K_0=1$ となるような補正曲線を挿入して、システム計算に使用するのが良いと考えられる。

第4節 開水路流出の現地観測

概説において述べたように開水路の拡幅改修の影響と内水氾濫地内の水位の動きを見るために、試験流域内に

雨量計1ヶ所、水位計13ヶ所設置して観測し、モデル実験との関係を調べた。

(1) 試験流域の観測概況

試験流域は、寝屋川流域の一部で、寝屋川の北部に位置し、淀川の左岸にある図-50のような流域である。¹¹⁾

北は水受堤、東は京阪電鉄の路床、西は友呂岐水路に接するほぼ五角形の地域で、流域面積約 1.22 km^2 、地盤

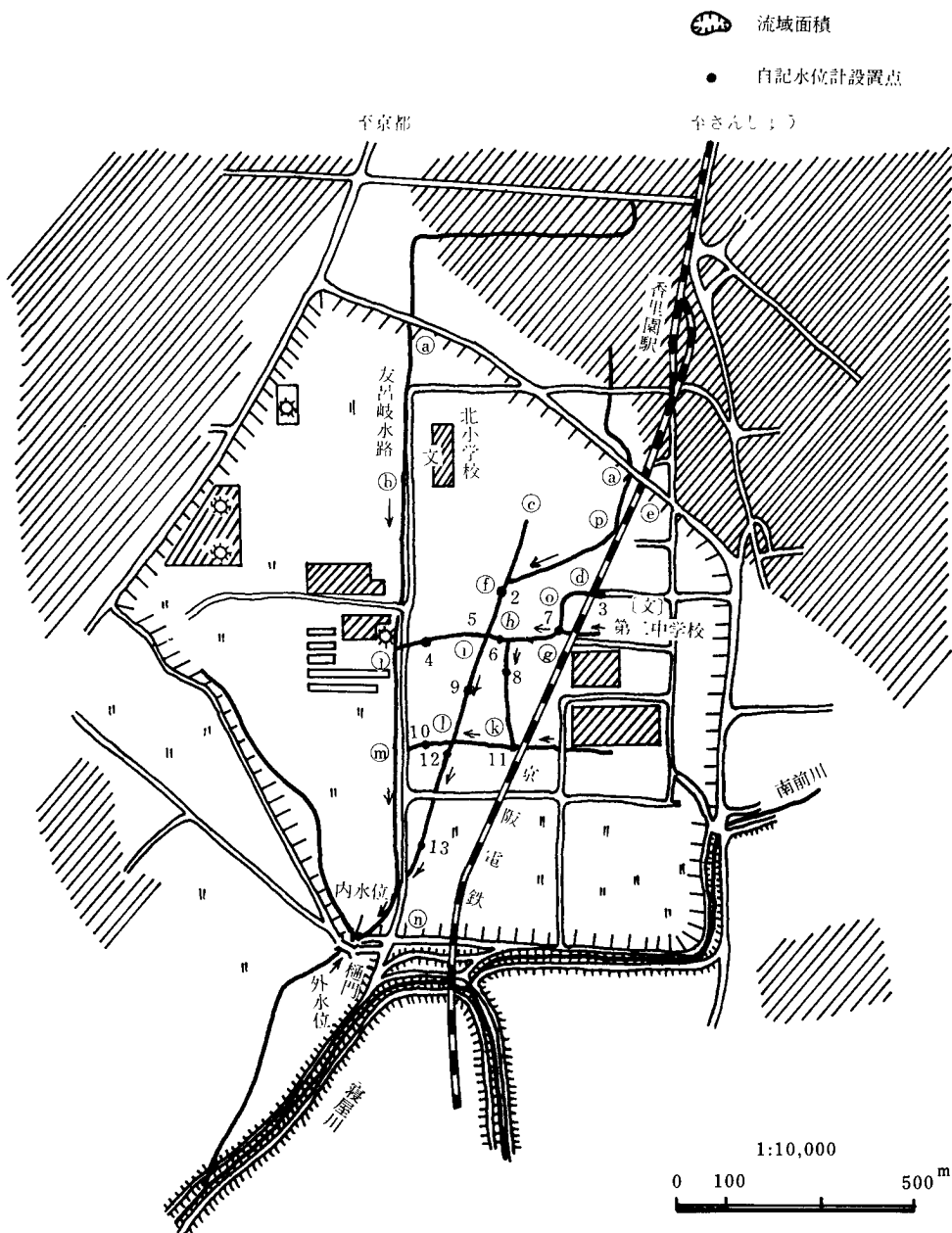


図-50 寝屋川流域試験地平面図 (流域面積 1.22 km^2)

勾配約 1/6000 である。

また毎年住宅地の増加があり、現地調査及び航空写真による判読によって当試験地内における宅地化率を調べると、昭和41年7月において8.2%、昭和43年10月において33.2%、昭和44年9月において39.8%、昭和45年6月において44.0%という変化を示している。

かって殆んど水田で占められていた当試験地においては、このように水田面積の減少が著しい。

また、この流域内には、用排水兼用の水路が縦横に通じ、そのほぼ中央に南北に走る幹線水路があり、その下流端に、この流域を代表する水位計 No. 13 がある。この水位計は、縮度10分の1の一週巻のリシャール式自記水位計であり、雨量計は転倒マス式の週巻の自記雨量計で、これは、試験地の北方にある北小学校に設置して観測した。

(2) 観測結果とその考察

観測は昭和43年10月より開始し、代表的大雨時の記録4例、すなわち、昭和44年6月25日～6月27日総雨量101mm、昭和44年7月28日～8月10日総雨量65mmであるが、この間、開水路の改修はなく、開水路面積が全流域面積に占める割合は0.004である。

ついで、昭和44年10月から昭和45年3月の期間、開水路の改修が行われ全流域面積との割合は、0.014 になった。

この開水路改修後の記録は、昭和45年6月15日～6月17日総雨量106mm 昭和45年6月25日～6月26日総雨量61mmであり、その記録を図-51～54に示した。

次に、流域の代表観測地点 No. 13 について、実験値の計算と同様に(52)式における貯留係数 K の値を開水路改修前後 K の値を用いて計算し、その比較を図-55～58に示した。

図から実験値とは良い一致をみているので、氾濫を伴う内水流出計算は、単純な指数関数形の変換関数で実用上充分と考えられる。

表-5に示したように、 K の変化は、昭和44年の平均では19.61、昭和45年の平均では9.56 というように減少している結果が得られる。

これは、この間において行われた開水路改修の影響によって、水が出やすく引きやすい流出曲線になったものと考えられる。

いま、模型実験で、開水路面積 a と、流域面積 A との比が、凡そ、0.019 までは縦方向排水路と貯留係数 K

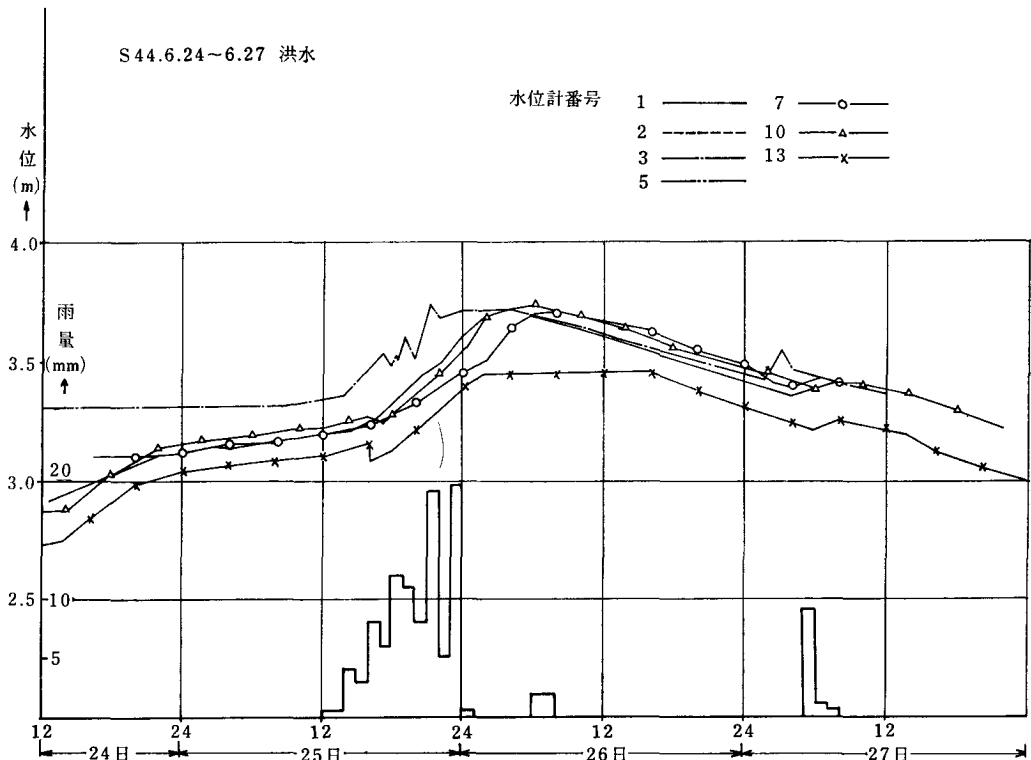


図-51 開水路改修前降雨水位関係図 A

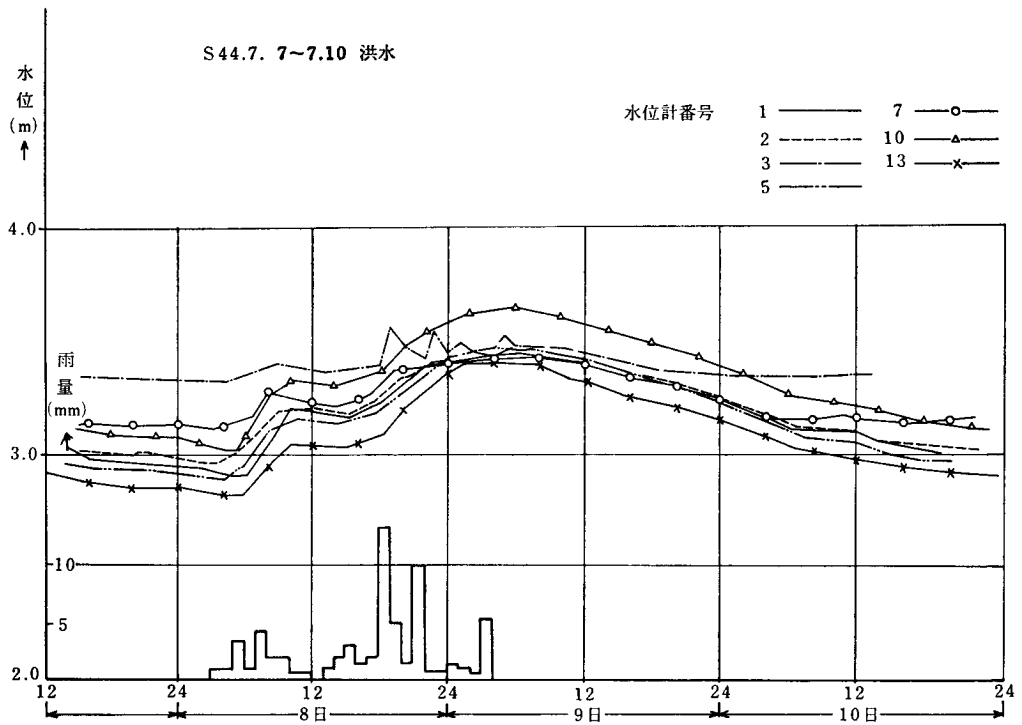


図-52 開水路改修後降雨水位関係図 B

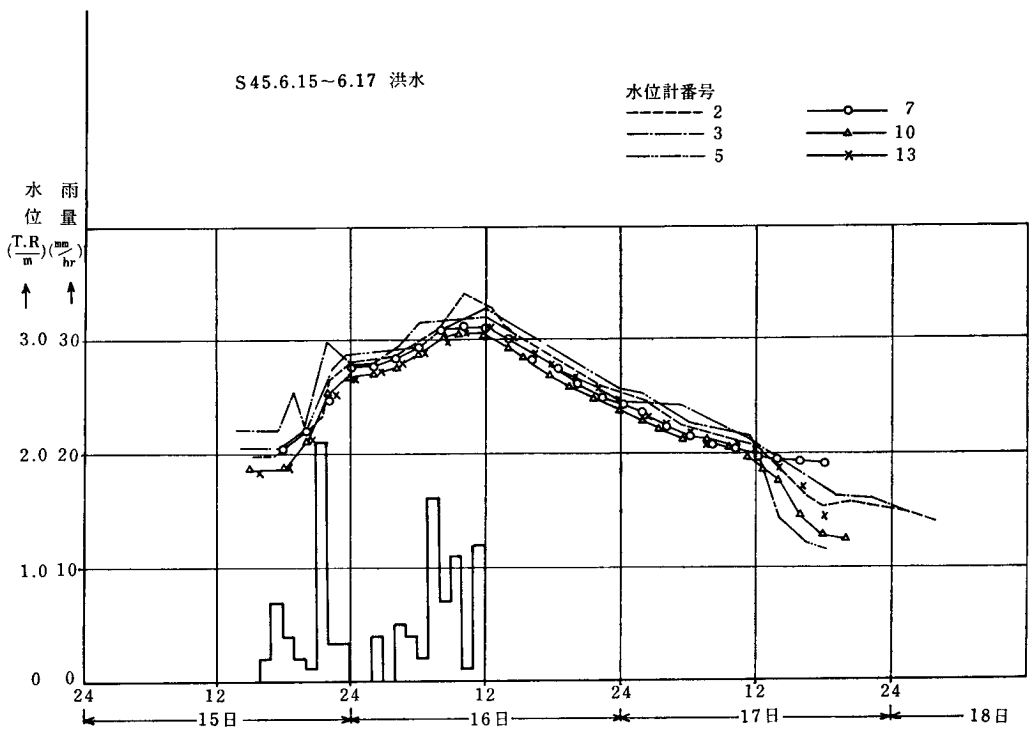


図-53 開水路改修後降雨水位関係図 A

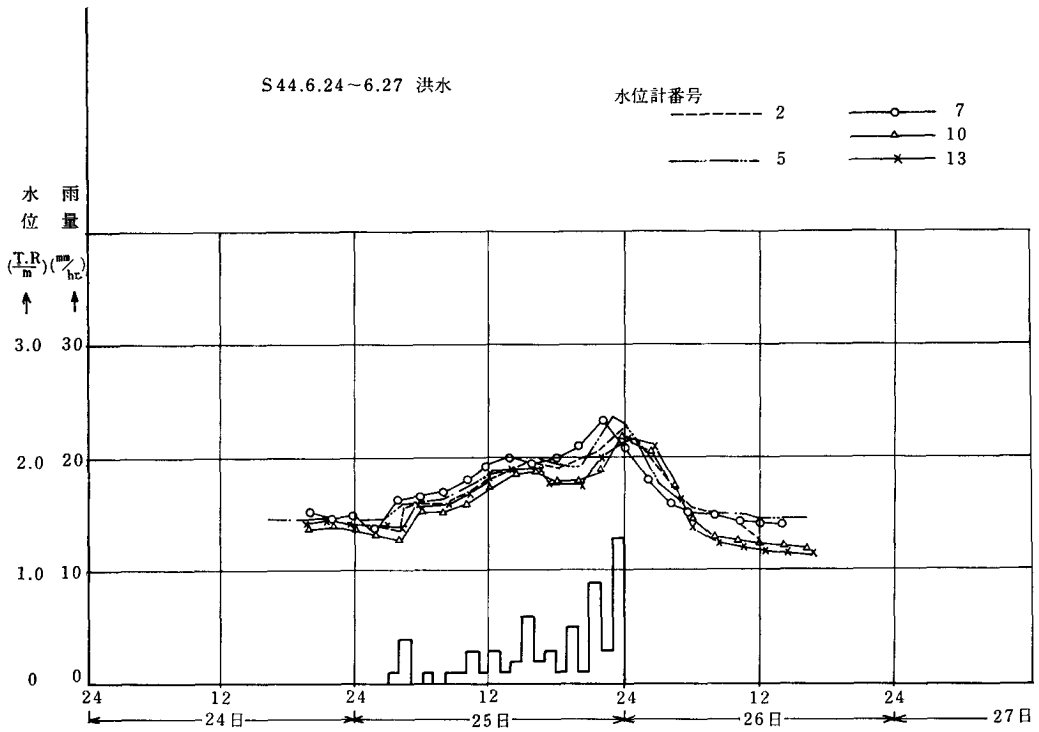


図-54 開水路改修前降雨水位関係図 B

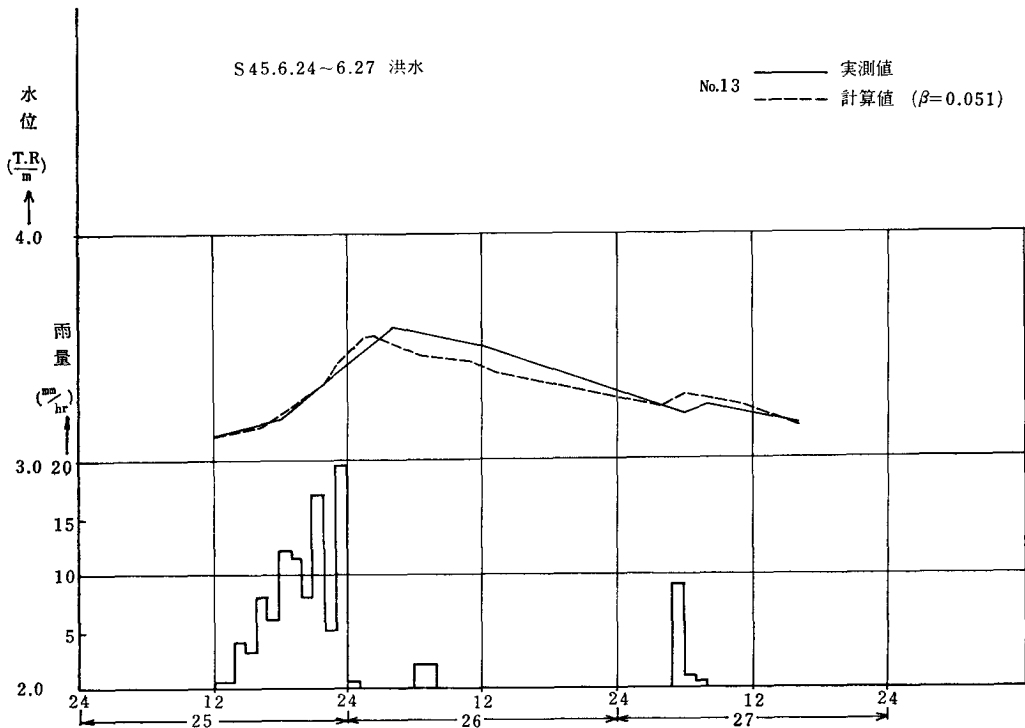


図-55 降雨一水位関係図

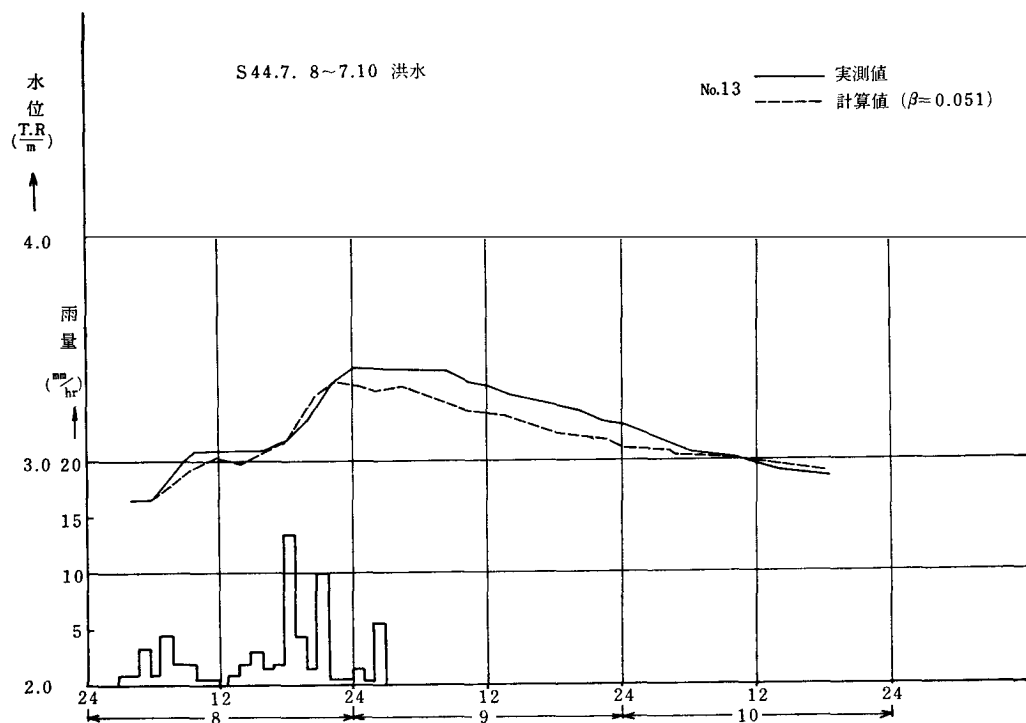


図-56 降雨一水位関係図

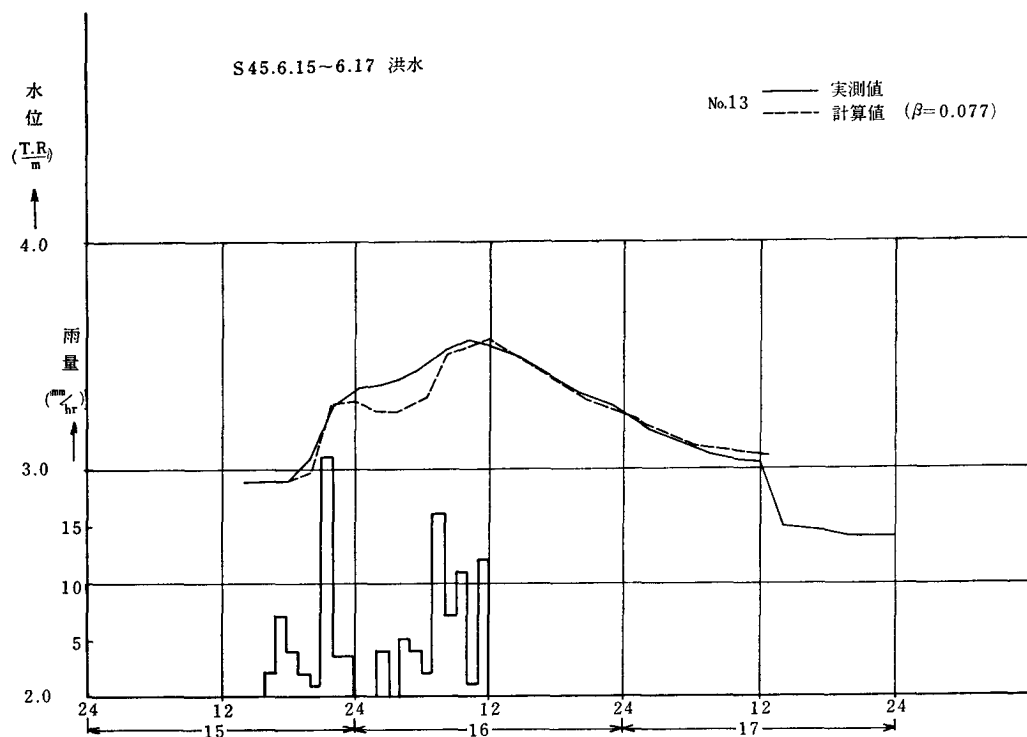


図-57 降雨一水位関係図

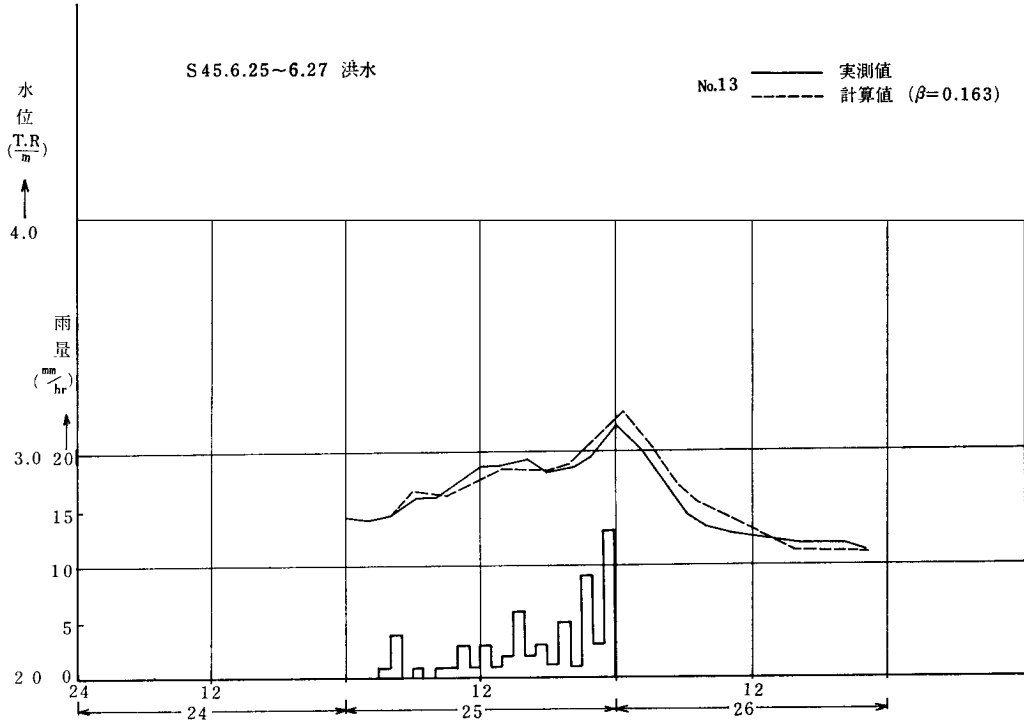


図-58 降雨一水位関係図

表-5 開水路改修前後のKの値

開水路改修前		開水路改修後	
洪水発生年月日	K	洪水発生年月日	K
昭和44年 6月25日～6月27日	19.61	昭和45年 6月15日～6月17日	12.99
昭和44年 7月8日～7月11日	19.61	昭和45年 6月24日～6月27日	6.13
平均値	19.61	平均値	9.56

との関係をあらわしているため、試験地内の排水路についても、縦の主排水路に射影した開水路面積の和 a について排水路改修前と改修後について表-6のように求めた。

ついで、模型実験と同様に、自然状態の K と、開水路改修後の K の比 K_i/K_0 と縦方向開水路と縦方向に射影した開水路面積の和 a が、流域面積 A に占める割合 a/A との関係を図-48.49にプロットして見たが、模型実験と同様な傾向にあることがわかった。

この試験では、3.10m 付近から氾濫が始っているが、氾濫していない水路内の水位、例えば No. 1についても同様な水位状況にあって、特に、平面的な水位の変化は見られないことがわかった。

また、横から流入する水路に設置された No. 3 の水位計の水位は、流域面積が小さいため降雨量に敏感に追従しかつ、京阪電鉄の路床を通過することによって、堰上げられて他の水位計の水位より高くなっている結果がえられた。

表-6 排水路改修前後の排水路面積

排水路改修前 $a/A=0.0044$							排水路改修後 $a/A=0.0136$						
測点	水路長	水路巾	面積 a	角度 θ	$\cos \theta$	$a \cos \theta$	測点	水路長	水路巾	面積 a	角度 θ	$\cos \theta$	$a \cos \theta$
	m	m	m ²	°		m ²		m	m	m ²	°		m ²
a-b	380	2	760	0	1	760	a-b	380	7	2,660	0	1	2,660
c-f	170	2	340	30	0.866	290	c-f	170	6	1,020	30	0.866	880
a'-e	150	1	150	0	1	150	a'-e	150	4	600	0	1	600
b-j	280	2	560	0	1	560	b-j	280	7	1,960	0	1	1,960
j-m	210	2	420	0	1	420	j-m	210	7	1,470	0	1	1,470
m-n	250	3	750	0	1	750	m-n	250	8	2,000	0	1	2,000
m-l	100	4	400	90	0	0	m-l	100	4	400	90	0	0
l-k	110	5	550	90	0	0	l-k	110	5	550	90	0	0
n-l	300	2	600	30	0.866	520	n-l	300	8	2,400	30	0.866	2,080
i-h	50	5	250	90	0	0	i-h	50	5	250	90	0	0
h-g	110	4	440	90	0	0	h-g	110	4	440	90	0	0
i-f	110	3	330	30	0.866	290	i-f	110	8	880	30	0.866	760
D-o	50	4	200	90	0	0	D-o	50	4	200	90	0	0
o-g	100	3	300	0	1	300	o-g	100	8	800	0	1	800
i-l	210	3	630	30	0.866	540	i-l	210	8	1,680	30	0.866	1,450
f-p	250	2	500	60	0.500	250	f-p	250	5	1,250	60	0.500	630
p-e	50	2	100	0	1	100	p-e	50	3	150	0	1	150
h-k	200	2	440	0	1	440	h-k	220	5	1,100	0	1	1,100
i-j	160	3	480	90	0	0	i-j	160	4	640	90	0	0
合計	3,240	54	8,200			5,370		3,240	110	20,450			16,540

第5節 結 語

開水路が排水流出に与える影響は、モデル実験によってわかったように、主流をなす開水路の面積が増えると K の値は、直角双曲線の形で減少し、主流に無関係な例えば横開水路などは、 K の値には殆んど影響を与えないことがわかった。

自然状態で、開水路のない場合の K_1 の値を K_0 とし、開水路面積 a が流域面積 A に占める割合 a/A と K_1/K_0 の関係を取って見ると、図-48.49のように縦開水路を作ることによって K の値に殆んど影響を与えないことがわかった。

しかし、横開水路をさらに増やすことによって、開水路の貯留が影響して、 K の値は少しずつ大きくなっていくことがわかった。

また、実験結果から氾濫流出の特徴は一定雨量を降らせた場合、雨が降りやむまで流出量が上昇し、雨が降り終ると流出量はゆるやかな減衰曲線を示しているのに対し、内水流域に縦開水路が作られた場合の流出の特徴は同様に一定雨量を降らせた場合、流出量が早く一定値が

継続し、氾濫流出に較べて、上昇部は急であり、貯留係数 K の値は、氾濫流出の $1/2 \sim 1/4$ という結果がえられた。

また、実験は流出口が一水路につながっている制約条件のもとで、横排水路を増した形で、それぞれ流出量を測定したが、このような条件での流出量は、横方向などの主流にならい、開水路の数を増やしても流出量には大きな変化を与えない結果が得られた。

また寝屋川流域の試験地において、開水路拡幅など改修前後の影響をあらわすために、モデル実験と同様に K_1/K_0 と a/A の関係を図-48.49にプロットして見たが、モデル実験と実験値とは同様な関係にあって凡そ直角双曲関数線上にあることがわかった。

また、氾濫水位の平面的水位の変化は見られず、草木の密生した所のように、障害物のある所の水位は、水路田畑などに比較して、水位の上昇、減水時間が若干遅れる傾向にあった。

謝 辞

本論文をまとめるに当たり、御指導と御鞭撻下さいまし

た。東北大学工学部，教授岩崎敏夫博士に，深く感謝申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 水理公式集・土木学会 昭和46年年度改訂版
- 2) Eagleson: Dynamic Hydrology, McGraw Hill, New York, 1970
- 3) Iwagaki, Y: Fundamental Studies on The Runoff Analysis by Characteristics, 京大防災研英文報告 **10**, 1955
- 4) Henderson, F. M. and R. A. Wooding: Overland Flow and Ground Water Flow from A Steady Rainfall of Finite Duration, J. Geophys. Res., Vol. **69**, No. 8, 1964
- 5) Wooding, R. A.: A Hydraulic Model for The Catchment-Stream Problem.
 - I. Kinematic-Wave Theory, J. Hydrol., Vol. **3**, Nos. 3/4, 1965.
 - II. Numerical Solutions, J. Hydrol., Vol. **3**, Nos. 3/4, 1965.
 - III. Comparison with Runoff Observations, Vol. **4**, 1966.
- 6) Lighthill, M. H., and G. B. Whitham: On Kinematic Waves. I. Flood Movement in Long Rivers, Proc. Roy. Soc., Ser. A. Vol. **229**, 1955.
- 7) Izzard, C. F.: The Surface Profile of Overland Flow, Trans. Am. Geophys. Union, Vol. **25**, 1944.
- 8) 早瀬吉雄・角屋睦・岡太郎: 低平水田域の流出に関する水理学的モデル, 第17回水理講演会講演集, 1973年2月。
- 9) 伊藤秀夫: 開水路網が内水排除に及ぼす影響に関する実験について, 第17回水理講演会講演集, 1973年2月。
- 10) 三浦 晃・西川 肇・坪松 学: 流出模型による流出計算について第30回年次学術講演会概要集, 昭和50年10月。
- 11) 伊藤秀夫・岸井徳雄: 都市開発に伴う内水氾濫に関する研究, 防災科学総合研究報告書29号, 昭和47年3月。